

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1. Prinsip Dasar Struktur

1. Kekuatan

Kekuatan merupakan kemampuan elemen dan komponen struktur bangunan yang bekerja secara vertikal ataupun horizontal bangunan dalam menahan beban-beban yang timbul. Komponen struktur vertikal berupa kolom berfungsi menahan gaya-gaya vertikal yang dialirkan dan disebarkan menuju sub-struktur dan pondasi bangunan. Komponen struktur horizontal berupa struktur lantai dan balok sebagai penahan beban mati dan beban hidup yang diteruskan ke kolom. (Zuhri, 2011)

2. Kestabilan

Kestabilan bangunan merupakan kemampuan bangunan dalam mengatasi gaya-gaya lateral dari luar, seperti angin, gempa, ataupun gaya gravitasi bumi. Hal ini dapat tercapai dari pembentuk struktur bangunan yang memberikan perilaku struktur yang stabil. (Zuhri, 2011)

3. Keseimbangan

Keseimbangan merupakan perilaku massa dalam mengatasi gaya gravitasi bumi dan angin, dimana perilaku struktur dicapai dengan memberikan bidang-bidang vertikal massif yang berfungsi untuk meneruskan beban dan membentuk sudut dengan permukaan tanah. (Zuhri, 2011)

2.2. Beban Struktur

Pada suatu struktur bangunan, terdapat beberapa jenis beban yang bekerja.

Beban-beban yang bekerja pada struktur suatu bangunan, yang diperhitungkan dalam penulisan tugas akhir ini sesuai SNI 1727-1989 adalah sebagai berikut :

1. Beban Mati

Ialah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin. Serta peralatan tetap yang merupakan bagian tak terpisahkan dari gedung itu.

2. Beban Hidup

Ialah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan ke dalamnya termasuk beban-beban lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut.

3. Beban Gempa

Ialah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dan gerakan tanah akibat gempa itu. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik maka yang diartikan dengan beban gempa di sini adalah gaya-gaya di dalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa itu.

2.3. Analisis Terhadap Beban Gempa

2.3.1. Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Pada perencanaan struktur bangunan tahan gempa, perlu ditinjau tiga taraf beban gempa, yaitu Gempa Ringan, Gempa Sedang, dan Gempa Kuat, untuk merencanakan elemen-elemen dari sistem struktur agar tetap mempunyai kinerja yang baik pada saat terjadi gempa.

1. Gempa Ringan

Gempa Ringan adalah gempa yang peluang atau resiko terjadinya dalam periode umur rencana bangunan 50 tahun adalah 92% ($R_N = 92\%$), atau gempa yang periode ulangnya 20 tahun ($T_R = 20$ tahun). Pada saat terjadi Gempa Ringan, bangunan harus tetap berperilaku elastis. Ini berarti bahwa pada saat terjadi gempa, elemen-elemen struktur bangunan tidak diperbolehkan mengalami kerusakan struktural maupun kerusakan nonstruktural. (SNI 1726:2012)

2. Gempa Sedang

Gempa Sedang adalah gempa yang peluang atau resiko terjadinya dalam periode umur rencana bangunan 50 tahun adalah 50% ($R_N = 50\%$), atau gempa yang periode ulangnya adalah 75 tahun ($T_R = 75$ tahun). Pada saat terjadi Gempa Sedang, struktur bangunan tidak boleh mengalami kerusakan structural, namun diperkenankan mengalami kerusakan yang bersifat nonstruktural. (SNI 1726:2012)

3. Gempa Kuat

Gempa Kuat adalah gempa yang peluang atau resiko terjadinya dalam periode umur rencana bangunan 50 tahun adalah 2% ($R_N = 2\%$), atau gempa yang periode ulangnya adalah 2500 tahun ($T_R = 2500$ tahun). Pada Saat Terjadi Gempa Kuat, struktur bangunan dapat mengalami kerusakan struktural yang berat, namun struktur harus tetap berdiri dan tidak boleh runtuh sehingga korban jiwa dapat dihindarkan. (SNI 1726:2012)

2.3.2. Gempa Rencana

Penentuan pengaruh gempa rencana harus dilakukan dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung dan non gedung. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen.

2.3.3. Faktor Keutamaan dan Kategori Resiko Struktur Bangunan

Untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 3.1 pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan faktor keutamaan I_e menurut Tabel 3.2.

Tabel 2.1 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain : - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gedung penyimpanan	I

Tabel 2.1 (lanjutan)

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori Resiko I,III,IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain : - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung Perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan / mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa Manusiapada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain : - Bioskop - Gedung Pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orangg jompo Gedung dan non gedung, tidak termasuk kategori IV yang memiliki Potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/ atau Gangguan masal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi Kegagalan termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain : - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas Penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannyamelebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III

Tabel 2.1 (lanjutan)

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan non gedung yang ditujukan sebagai fasilitas penting termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain : - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulan, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas public lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau mineral atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang termasuk dalam kategori resiko IV (dikutip dari Tabel 1-SNI 1726:2012, halaman 14-15)	IV

Tabel 2.2 Faktor Keutamaan Gempa I_e
 Faktor keutamaan berdasarkan kategori risiko sebagai berikut:

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(dikutip dari Tabel 2-SNI 1726:2012, halaman 15)

2.3.4. Klasifikasi Situs

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan sesuai dengan Tabel 2.3

Tabel 2.3. Klasifikasi Situs

Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	s_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$ 3. Kuat geser niralisir $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		

(Sumber SNI 1726:2012, halaman 17-18)

2.3.5. S_{DS} dan S_{D1}

Nilai S_{DS} dan S_{D1} ditentukan berdasarkan web desain spektra Indonesia

http://puskim.pu.go.id//Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/

2.3.6. Parameter Percepatan Gempa

Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, ditentukan dengan perumusan berikut ini: (3-1)

$$S_{MS} = F_a S_s \quad \dots (2-1)$$

$$S_{M1} = F_v S1 \quad \dots (2-2)$$

Keterangan :

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1 detik

Nilai S_s dan S_1 ditentukan dari peta zonasi gempa. Data ini dapat

diperoleh dari desain spektra Indonesia 2011. Nilai F_a dapat ditentukan

berdasarkan tabel 3.4, sedangkan nilai F_v dapat ditentukan berdasarkan tabel 3.5.

Tabel 2.4 Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T= 0,2$ detik, S_s				
	$S_s < 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s > 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

(Sumber SNI 1726:2012, halaman 22)

CATATAN :

(a) Untuk nilai-nilai antara SS dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Tabel 2.5 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T= 1$ detik, S_1				
	$S_1 < 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 > 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^b				

(Sumber SNI 1726:2012, halaman 22)

CATATAN :

(a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier

- (b) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

2.3.7. Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek S_{DS} , dan pada perioda 1 detik, S_{D1} , harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{ms} \quad \dots\dots\dots (2-3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad \dots\dots\dots (2-4)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek.

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik.

2.3.8. Spektrum Respon Desain

Untuk periode yang lebih kecil dari T_O , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan :

$$S_a = S_{ds} \left[0,4 + 0,6 \frac{T}{T_O} \right] \quad \dots\dots\dots (2-5)$$

Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_O dan lebih kecil dari atau sama dengan T_S , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS}

Untuk periode lebih besar dari T_S , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{dI}}{T} \quad \dots\dots (2-6)$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter respon spektral percepatan desain pada periode pendek

S_{D1} = parameter respon spektral percepatan desain pada periode 1 detik

T = periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{d1}}{S_{ds}} \quad \dots (2-7)$$

$$T_s = \frac{S_{d1}}{S_{ds}} \quad \dots (2-8)$$

2.3.9. Kategori Desain Seismik

Berdasarkan nilai S_{DS} dan S_{D1} , maka kategori desain seismik bangunan dapat ditentukan sesuai tabel 3.6 dan Tabel 3.7

Tabel 2.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 < S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 < S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 < S_{DS}$	D	D

(Sumber SNI 1726:2012, halaman 24)

Tabel 2.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Rercepatan Pada Perioda 1 Detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 < S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 < S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 < S_{D1}$	D	D

(Sumber SNI 1726:2012, halaman 25)

2.3.10. Sistem Struktur

Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur yang diijinkan.

Tabel 2.8 Faktor R , C_d , dan Ω_0 Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
D.Sistem Rangka pemikul Momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5,5	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen Menengah	4,5	3	4	TB	TB	10 ^{hi}	TI ^h	TI ⁱ
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI ^h	TI ^h	TI ⁱ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka beton dan baja komposit pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka beton dan baja komposit pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka beton dan baja komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5,5	48	48	30	TI	TI

Tabel 2.8 (Lanjutan)

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
11. Rangka beton dan baja komposit pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3,5	3	3,5	10	10	10	10	10

(Sumber SNI 1726:2012, halaman 36)

2.3.11. Faktor Redundansi

Untuk struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, atau F, ρ harus diambil sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, di mana ρ diijinkan diambil sebesar 1,0 :

1. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau.
2. Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar.

2.3.12. Kombinasi dan Pengaruh Beban Gempa

Struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban beban terfaktor dengan kombinasi pembebanan sesuai SNI 1726:2012 sebagai berikut:

$$1. 1,4D \quad \dots \quad (2-9)$$

$$2. 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R) \quad \dots \quad (2-10)$$

$$3. 1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W) \quad \dots \quad (2-11)$$

$$4. 1,2D + 1,0W + L + 0,5(L_r \text{ atau } R) \quad \dots \quad (2-12)$$

$$5. 1,2D + 1,0E + L \quad \dots \quad (2-13)$$

$$6. 0,9D + 1,0W \quad \dots \quad (2-14)$$

$$7. 0,9D + 1,0E \quad \dots \quad (2-15)$$

Faktor beban untuk L pada kombinasi 3, 4, dan 5 boleh diambil sama dengan 0,5 kecuali untuk ruangan garasi, ruangan pertemuan dan semua ruangan yang nilai beban hidupnya lebih besar daripada 500 kg/m². Bila beban air F bekerja pada struktur, maka keberadaannya harus diperhitungkan dengan nilai faktor beban yang sama dengan faktor beban mati D pada kombinasi 1 hingga 5 dan 7.

Pengaruh beban gempa, E pada kombinasi pembebanan harus ditentukan sebagai berikut :

1. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban 5 harus ditentukan sesuai persamaan berikut :

$$E = E_h + E_v \quad \dots \quad (2-16)$$

2. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban 7 harus ditentukan sesuai persamaan berikut :

$$E = E_h - E_v \quad \dots (2-17)$$

Keterangan :

E = pengaruh beban gempa

E_h = pengaruh beban gempa horizontal

E_v = pengaruh beban gempa vertikal

Pengaruh beban gempa horizontal, E_h , harus ditentukan sesuai persamaan berikut :

$$E_h = \rho QE \quad \dots (2-18)$$

Keterangan :

QE = pengaruh gaya gempa horizontal dari V atau F_p

ρ = faktor redundansi

Pengaruh beban gempa verikal, E_v , harus ditentukan sesuai persamaan berikut :

$$E_v = 0,2S_{DS}D \quad \dots (2-19)$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain pada periode pendek

D = pengaruh beban mati

2.3.13. Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$V = C_s W_t \quad \dots (2-20)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W_t = berat total gedung

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan Persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left[\frac{R}{I_e} \right]} \quad \dots (2-21)$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan gempa

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan persamaan (3-21) tidak perlu melebihi berikut ini :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left[\frac{R}{I_e} \right]} \quad \dots (2-22)$$

Keterangan :

S_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode 1 detik

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan gempa

T = Periode struktur dasar (detik)

C_s Minimum

C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s = 0,44 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad \dots (2-23)$$

2.3.14. Periode Alami Fundamental

Periode fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari Tabel 3.9 dan periode fundamental pendekatan, T_a , yang dihitung dari persamaan berikut :

$$T_a = C_t h_n^x \quad \dots (2-24)$$

Keterangan :

h_n = adalah ketinggian struktur, dalam (m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

T_a = Nilai batas bawah periode bangunan

Koefisien C_t dan x = ditentukan dari Tabel 3.10.

Tabel 2.9 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter Percepatan Respons Spektral Desain Pada 1 Detik, S_{DI}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber SNI 1726-2012, halaman 56)

Tabel 2.10 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan menvegah rangka dari defleksi jika dikenai beban gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

(Sumber SNI 1726-2012, halaman 56)

Untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat di mana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m, periode fundamental pendekatan, T_a , ditentukan dari persamaan berikut :

$$T_a = 0,1N \quad \dots (2-25)$$

Keterangan :

N = jumlah tingkat

2.3.15. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral (F_x) (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} V \quad \dots (2-26)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad \dots (2-27)$$

Keterangan :

- C_{vx} = faktor distribusi vertikal
- V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (W) (kN)
- w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x
- h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x , (m)
- k = eksponen yang terkait dengan periode struktur :
 - untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$
 - untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 2,5 detik atau kurang, $k = 2$
 - untuk struktur yang mempunyai periode antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

2.3.16. Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Geser tingkat desain gempa di semua tingkat (V_x) (kN) harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad \dots (2-28)$$

Keterangan :

F_i = bagian dari geser seismik V yang timbul di tingkat i (Kn)

2.3.17. Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga

Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E, atau F, dimana tipe 1a atau 1b ketidakberaturan torsi terjadi seperti didefinisikan dalam Tabel 10 SNI 1726-2012 harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan M_{ta} di masing-masing tingkat dengan faktor pembesaran torsi (A_x) yang ditentukan dari persamaan berikut :

$$A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1,2\delta_{\text{avg}}} \right)^2 \quad \dots (2-29)$$

Keterangan :

$\delta_{\max}$ = perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$ (mm)
 δ_{avg} = rata-rata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di tingkat x yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$ (mm)

Faktor pembesaran torsi (A_x) tidak disyaratkan melebihi 3,0. Pembebanan yang lebih parah untuk masing-masing elemen harus ditinjau untuk desain.

2.3.18. Penentuan Simpangan Antar Lantai

Bagi struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E, atau F yang memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a atau 1b, simpangan antar lantai desain, Δ , harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik di atas dan di bawah tingkat yang diperhatikan yang letaknya segaris secara vertikal, di sepanjang salah satu bagian tepi struktur.

Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut ini:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad \dots (2-30)$$

Keterangan:

Cd = faktor amplifikasi defleksi

δ_{xe} = defleksi pada lokasi yang diisyaratkan dengan analisis elastis

Ie = faktor keutamaan gempa

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan

antar lantai tingkat ijin (Δa) seperti didapatkan dari Tabel 3.11 untuk semua tingkat.

Tabel 2.11 Simpangan Antar Lantai Ijin, (Δa)^{a,b}

Struktur	Kategori Resiko		
	I atau II	III	V
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu-bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025 h_{sx}$	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^a	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

(Sumber SNI 1726:2012, halaman 66)

Keterangan:

h_{sx} = adalah tingkat dibawah tingkat x

2.3.19. Pengaruh P-delta

Pengaruh P-delta pada geser dasar dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10 :

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad \dots (2-31)$$

Koefisien stabilitas (θ) harus tidak melebihi θ_{max} yang ditentukan sebagai berikut :

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \quad \dots (2-32)$$

Keterangan :

- P_x = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat (kN)
- Δ = simpangan antar lantai tingkat desain (mm)
- I_e = faktor keutamaan gempa
- V_x = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan x-1 (kN)
- h_{sx} = tinggi tingkat di bawah tingkat x (mm)
- C_d = faktor pembesaran defleksi
- β = rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat x dan x-1

2.3.20. Analisis Spektrum Respon Ragam

Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

Bila periode fundamental yang dihitung melebihi $C_u T_a$, maka $C_u T_a$ harus digunakan sebagai pengganti dari T dalam arah itu. Kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan

$$0,85 \frac{V}{V_t} \quad \dots (2-33)$$

Jika respons terkombinasi untuk geser dasar ragam (V_t) kurang dari 85 persen dari $C_s W$, simpangan antar lantai harus dikalikan dengan

$$0,85 \frac{C_s W}{V_t} \quad \dots (2-34)$$

2.4. Perancangan Struktur Beton Bertulang (SNI 2847-2013)

2.4.1. Kekuatan Desain

Kuat desain yang disediakan oleh suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain, dan penampangnya, sehubungan dengan lentur, beban normal, geser, dan torsi, harus diambil sebesar kuat nominal dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan (ϕ) ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013. Disajikan dalam Tabel 3.12

Tabel 2.12 Faktor Reduksi Kekuatan

Komponen Struktur	Faktor reduksi (ϕ)
Penampang terkendali tarik	0,9
Penampang terkendali tekan	
a. Komponen struktur dengan tulangan spiral	0,75
b. Komponen struktur bertulang lainnya	0,65
Geser dan torsi	0,75
Tumpuan pada beton	0,65
Daerah angkur pasca tarik	0,85
Model strat dan pengikat, strat, pengikat, daerah pertemuan, dan daerah tumpuan dalam model	0,75
Penampang lentur komponen struktur pra tarik:	
a. Dari ujung komponen struktur ke ujung panjang transfer	0,75
b. Dari ujung panjang transfer ke ujung panjang penyaluran ϕ boleh ditingkatkan secara linier dari	0,75 - 0,9

(Sumber SNI 2847-2013, halaman 66-67)

2.4.2. Struktur Pelat

Dikenal ada dua jenis pelat: pelat satu arah dan pelat dua arah. Pelat satu arah adalah pelat yang ditumpu pada kedua sisi yang berhadapan, sehingga lenturan yang terjadi dalam satu arah.

Pelat dua arah adalah pelat yang ditumpu keempat sisinya, sehingga lenturan terjadi dalam dua arah. Momen lentur terjadi pada 2 arah, yaitu arah x dan arah y. Arah sisi pendek diberi notasi l_x dan arah panjang diberi notasi l_y .

Untuk pelat dua arah, hitungan disederhanakan:

Bila $l_y / l_x < 2$ maka menggunakan tabel;

Bila $l_y / l_x > 2$ maka dapat dihitung sebagai struktur pelat dua arah (dengan tabel) atau dianggap sebagai struktur pelat satu arah dengan lenturan utama pada sisi yang terpendek.

Tabel 2.13. Tebal Minimum Balok Non-Pratekan Atau Pelat Satu Arah Bila Lenturan Tidak Dihitung

KOMPONEN STRUKTUR	TEBAL MINIMUM, h			
	DUA TUMPUAN	SATU UJUNG MENERUS	KEDUA UJUNG MENERUS	KANTILEVER
	KOMPONEN TIDAK MENDUKUNG ATAU MENYATU DENGAN PARTISI ATAU KONSTRUKSI LAIN YANG AKAN RUSAK KARENA LENDUTAN YANG BESAR			
Pelat masif Satu arah	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Balok atau pelat rusuk satu arah	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$

(Sumber SNI 2847-2013 halaman 70)

2.4.3. Perencanaan Balok

Balok merupakan batang struktural untuk menahan gaya-gaya yang bekerja dalam arah transversal terhadap sumbu yang mengakibatkan terjadinya lenturan. Menurut Wahyudi, L dan Rahim, S.A (1999) balok adalah elemen struktur yang didesain untuk menahan gaya-gaya yang bekerja secara transversal terhadap sumbunya sehingga mengakibatkan terjadinya lenturan. Dua hal utama

yang dialami suatu balok adalah kondisi tekan dan tarik, yang antara lain karena adanya pengaruh lentur ataupun gaya lateral.

Untuk memperhitungkan kemampuan dan kapasitas dukung komponen balok struktur terlentur, sifat utama adalah kurang mampu menahan tarik akan menjadi dasar pertimbangan. Dengan cara memperkuat dengan penambahan tulangan baja pada daerah dimana tegangan tarik bekerja, akan diperoleh balok yang mampu menahan lentur.

Dalam perencanaan balok pada langkah awal ditentukan terlebih dahulu apakah balok tersebut berperilaku sebagai balok persegi atau balok T. Balok dianggap sebagai balok persegi jika seluruh daerah tekan terdapat pada daerah *flens*, sedangkan balok dianggap sebagai balok T jika seluruh daerah tekan terdapat dibawah daerah *flens*.

Perencanaan penulangan balok menggunakan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Menentukan dimensi balok, mutu beton dan mutu baja.
2. $\rho = 0,01$
3. Menghitung $R_n = \rho f_y \left(1 - 0,59 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right) \dots (2-35)$
4. Menghitung beban rencana terfaktor (M_u)
5. Diperkirakan momen akibat berat sendiri balok adalah 10% - 20% momen beban total.
6. Menentukan kombinasi bw dan d

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0,9 R_n b_w}} \dots (2-36)$$

7. Menentukan nilai h (pembulatan keatas kelipatan 50 mm) dengan:
 - a. Tinggi balok minimum yang disyaratkan agar lendutan tidak diperiksa.
 - b. Bila $h_{aktual} < h_{min}$ balok, lendutan perlu diperiksa sesuai dengan Tabel 9.5(a) SNI 2847:2013.
 - c. $b_w \geq 0,3 h$ atau $b_w \geq 250$ mm (Pasal 21.5.1.3 SNI 2847:2013).
8. Menghitung kembali M_u dengan memasukkan berat sendiri balok didapat, $M_{u \text{ baru}}$
9. Menentukan tulangan lentur dan geser

2.4.3.1. Tulangan Lentur

Berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847:2013 Kekuatan momen positif pada muka join harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif (pada daerah desak tumpuan $M_u = 0,5 M_{u \text{ baru}}$). Kekuatan momen negatif atau positif pada sebarang penampang sepanjang panjang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum yang disediakan (pada daerah tarik maupun desak lapangan $M_u = 0,25 M_{u \text{ baru}}$).

$$R_n \text{ perlu} = \frac{M_{u \text{ baru}}}{0,9 b_w d^2} \quad \dots (2-37)$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right] \quad \dots (2-38)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad \text{atau} \quad \rho_{min} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \dots (2-39)$$

untuk balok: $\rho \leq 0,025$. Paling sedikit dua batang tulangan harus disediakan menerus pada kedua sisi atas dan bawah (pasal 21.5.2.1 SNI 2847:2013).

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_{s_{perlu}} = \rho_{perlu} \cdot b_w \cdot d. \quad \dots (2-40)$$

Jumlah tulangan =

$$\frac{A_{s_{perlu}}}{\text{luas1tulangan}} \text{ (pembulatan ke atas)} \quad \dots (2-41)$$

Menentukan a dan c =

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} \text{ dan } c = \frac{\alpha}{\beta_1} \quad \dots (2-42)$$

Menghitung $\epsilon_t =$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d_t - c}{c} \right) \quad \dots (2-43)$$

Memeriksa syarat ΦM_n (momen desain) $> M_u$ baru (momen terfaktor)

2.4.3.2. Tulangan Geser

Pasal 21.5.4.1 SNI 2847:2013 menyatakan bahwa gaya geser desain, V_e , harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka join. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin, M_{pr} , bekerja pada muka-muka join dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi *tributary area* terfaktor sepanjang bentangnya.

Nilai kuat lentur maksimum tulangan:

$$M_{pr} = A_s 1,25 f_y \left(d - 0,59 \frac{A_s 1,25 f_y}{f'_c b_w} \right) \quad \dots (2-44)$$

Dengan M_{pr} = kuat lentur maksimum tulangan

Gaya geser akibat gempa dihitung dengan persamaan:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u \cdot l_n}{2} \quad \dots (2-45)$$

Pasal 21.6.5.2 SNI 2847:2013 menyatakan bahwa pada daerah sendi plastis, $V_c = 0$ bila keduanya terjadi:

- a. Gaya geser ditimbulkan gempa, yang dihitung mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam l_o .
- b. Gaya tekan aksial terfaktor,

$$P_u < A_g f'_c / 10 \quad \dots (2-46)$$

Jika kontribusi geser dari beton $V_c \neq 0$, pasal 11.2.1.1 SNI 2847:2013 menetapkan kuat geser beton untuk komponen struktur yang dikenai geser dan lentur sebagai berikut:

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad \dots (2-47)$$

dengan $\lambda = 1$ untuk beton normal.

Kuat geser nominal yang harus ditahan oleh tulangan geser dihitung dengan persamaan:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} \quad \dots (2-48)$$

dengan nilai $V_s \text{ max} =$

$$V_s \text{ max} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad \dots (2-49)$$

Spasi tulangan geser sesuai pasal 11.4.7.2 SNI 2847:2013 dihitung dengan persamaan:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad \dots (2-50)$$

menurut pasal 21.5.3.2 SNI 2847:2013, sengkang tertutup pertama harus ditempatkan < 50 mm dari muka komponen struktur. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

- a. $d/4$
- b. 6 kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama
- c. 150 mm

Menurut pasal 11.4.5.1 SNI 2847:2013, pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang kait gempa pada dua ujungnya harus dipasang dengan spasi $\leq d/2$.

2.4.4. Perencanaan Kolom

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (frame) struktural yang memikul beban dari balok. Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui fondasi (Nawy, Edward G, 1990). Menurut Dipohusodo (1994) kolom adalah elemen struktur yang menahan kombinasi beban aksial vertikal dan momen lentur. Apabila terjadi kegagalan pada kolom maka dapat berakibat keruntuhan komponen struktur yang lain yang berhubungan dengannya atau bahkan terjadi keruntuhan total pada keseluruhan struktur bangunan.

Menurut Winter dan Nilson (1993) kolom merupakan batang tekan yang memikul beban tekan aksial, tanpa melihat apakah pada saat perencanaan diperhitungkan adanya lentur atau tidak. Dalam merencanakan struktur kolom harus memperhitungkan secara cermat dengan memberikan cadangan kekuatan lebih tinggi daripada untuk komponen struktur yang lainnya.

Estimasi dimensi kolom ditentukan berdasarkan beban aksial yang bekerja diatas kolom tersebut. Beban yang bekerja meliputi beban mati dan hidup balok, pelat, serta berat dari lantai di atas kolom tersebut. Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan sengkang berdasarkan pasal 10.3.6.2 SNI 2847:2013:

$$\Phi P_n(\max) = 0,8 \Phi [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad \dots (2-51)$$

Dengan nilai $\Phi = 0,65$

2.4.4.1. Kelangsingan Kolom

Berdasarkan pasal 10.10.1 SNI 2847:2013 untuk komponen struktur tekan yang bergoyang, pengaruh kelangsingan boleh diabaikan jika:

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22 \quad \dots (2-52)$$

3.4.4.2 Kuat Lentur

Kuat lentur yang dirancang harus memiliki kekuatan untuk menahan momen balok yang bekerja pada kedua arah. Momen minimal dirancang minimum 20% lebih besar dibanding momen balok di suatu hubungan balok-kolom untuk mencegah terjadinya leleh pada kolom yang di desain sebagai komponen pemikul beban lateral. Pada pasal 21.6.2.2 SNI 2847:2013, terdapat persamaan:

$$\Sigma M_{nc} > 1,2 \Sigma M_{nb} \quad \dots (2-53)$$

ΣM_{nc} adalah jumlah kekuatan lentur nominal kolom yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya-gaya aksial terfaktor, konsisten dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur terendah.

ΣM_{nb} adalah jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. Pada konstruksi balok-T, dimana slab dalam kondisi tarik akibat momen-momen di muka joint, tulangan slab dalam lebar slab efektif diasumsikan menyumbang kepada M_{nb} jika tulangan slab disalurkan pada penampang kritis untuk lentur.

2.4.4.3 Gaya Geser Rencana

Berdasarkan pasal 21.5.4.1 SNI 2847:2013 Gaya geser desain, V_e , harus ditentukan dari kuat momen maksimum M_{pr} dari setiap ujung komponen struktur yang bertemu di hubungan balok-kolom.

Menurut pasal 11.1 SNI 2847:2013 tentang perencanaan penampang geser harus memenuhi:

$$\Phi V_n \geq V_u \quad \dots (2-55)$$

Dimana V_u adalah gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan V_n adalah kekuatan geser nominal yang dihitung dengan:

$$V_n = V_c + V_s \quad \dots (2-56)$$

Dimana V_c adalah kekuatan geser nominal yang disediakan oleh beton dan V_s adalah kekuatan geser nominal yang disediakan oleh tulangan geser.

Sesuai pasal 11.2.1.2 SNI 2847:2013, kuat geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur yang dikenai beban aksial sebagai berikut:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14.A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad \dots (2-57)$$

$$\text{dan } V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad \dots (2-58)$$

2.4.4.4 Tulangan Transversal Kolom

Ujung-ujung kolom perlu cukup pengekangan untuk menjamin daktilitasnya bila terjadi pembentukan sendi plastis. Berdasarkan pasal 21.6.4.4 SNI 2847:2013, luas penampang total tulangan sengkang persegi ditentukan:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad \dots (2-59)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \quad \dots (2-60)$$

Berdasarkan pasal 21.6.4.3 SNI 2847:2013, spasi tulangan transversal sepanjang l_o komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

- a. $\frac{1}{4}$ dimensi komponen struktur minimum;
- b. Enam kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil;

$$c. \quad s_0 = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \quad \dots (2-61)$$

Dengan $100 \text{ mm} \leq s_0 \leq 150 \text{ mm}$.

2.4.5. Hubungan Balok Kolom

Faktor penting dalam menentukan kuat geser nominal hubungan balok-kolom adalah luas efektif dari hubungan balok-kolom. Sesuai pasal 21.7.4.1 SNI

2847:2013, untuk hubungan balok-kolom yang dikekang oleh balok di keempat sisinya, kuat geser nominalnya adalah sebesar

$$1,7 \sqrt{f'c} A_s \quad \dots (2-62)$$

dan balok-kolom yang terkekang di dua muka yang berlawanan, kuat geser nominalnya adalah

$$1,2 \sqrt{f'c} A_s \quad \dots (2-63)$$

2.4.6. Struktur Fondasi

Sebelum kita menentukan jenis pondasi yang akan digunakan, terlebih dahulu harus diketahui kondisi tanah tempat bangunan akan didirikan. Untuk keperluan tersebut, maka dilakukan penyelidikan tanah (*soil investigation*).

Penyelidikan yang dilakukan terdiri dari penyelidikan lapangan (*field test*) dan penyelidikan laboratorium (*laboratory test*). Penyelidikan tanah dimaksudkan untuk mengetahui kondisi geoteknik, baik keadaan, jenis dan sifat-sifat yang menjadi parameter dari tanah pondasi rencana. Yang dimaksud dengan kondisi geoteknik adalah :

- a. Struktur dan penyebaran tanah serta batuan.
- b. Sifat fisis tanah (*soil properties*).
- c. Sifat teknis tanah atau batuan (*engineering properties*).
- d. Kapasitas dukung tanah terhadap pondasi yang diperbolehkan sesuai dengan tipe pondasi yang akan digunakan.

Hasil penyelidikan tanah di lokasi dimana bangunan ini akan didirikan, dapat dilihat secara lengkap pada lampiran yang terletak pada bagian akhir tugas akhir ini

Fondasi berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah, dasar fondasi harus diletakkan di atas tanah kuat pada kedalaman tertentu. Sehingga fondasi mampu memikul beban struktur diatasnya..

Tiang pancang adalah bagian konstruksi yang dibuat dari kayu, beton, dan/ atau baja, yang digunakan untuk mentransmisikan beban-beban permukaan ketinggian permukaan yang lebih rendah dalam massa tanah.

Fondasi tiang pancang direncanakan untuk menahan gaya luar yang bekerja pada tiang dan tidak melebihi daya dukung tiang yang diijinkan. Daya dukung fondasi adalah kemampuan tanah untuk mendukung struktur yang dibangun di sekitar permukaan tanah. Dalam merencanakan suatu fondasi harus memperhatikan daya dukungnya karena perilaku fondasi disaat menerima beban sangat tergantung oleh daya dukung tanahnya.

Perhitungan tidak hanya dilakukan terhadap tiang secara individu, akan tetapi juga harus dilakukan terhadap tiang dalam kelompok (*pile group*). Perhitungan daya dukung tiang didasarkan hasil penyelidikan tanah mengacu pada grafik sondir

2.4.6.1. Tiang dukung ujung (*end bearing pile*)

Tiang dukung ujung adalah tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Tiang-tiang dipancang sampai mencapai batuan dasar atau lapisan keras lain yang dapat mendukung beban yang diperkirakan tidak mengakibatkan penurunan yang berlebihan.

Kemampuan tiang :

- a. Terhadap kekuatan bahan tiang

$$\bar{P}_{tiang} = \bar{\sigma}_{bahan} \times A_{tiang} \quad \dots (2-64)$$

dengan : $\bar{P}_{tiang}$ = kekuatan yang diijinkan pada tiang pancang (kg)

$\bar{\sigma}_{bahan}$ = tegangan tekan ijin bahan tiang (kg/cm²)

A_{tiang} = luas penampang tiang pancang (cm²)

- b. Terhadap kekuatan tanah (berdasarkan konus)

$$Q_{tiang} = \frac{A_{tiang} \times p}{3} \quad \dots (2-65)$$

keterangan : Q_{tiang} = daya dukung keseimbangan tiang (kg)

p = nilai konus dari hasil sondir (kg/cm²)

3 = faktor keamanan

2.4.6.2. Tiang gesek (*friction pile*)

Tiang gesek adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara dinding tiang dan tanah disekitarnya. Tahanan gesek dan pengaruh konsolidasi lapisan tanah dibawahnya diperhitungkan pada hitungan kapasitas tiang.

Kemampuan tiang :

Berdasarkan hasil sondir (*cleef*)

$$Q_{tiang} = \frac{O \times L \times c}{5} \quad \dots (2-66)$$

keterangan : Q_{tiang} = daya dukung tiang (kg)

O = keliling tiang pancang (cm)

L = panjang tiang yang masuk dalam tanah (cm)

c = harga *cleef* rata-rata (kg/cm²)

5 = angka keamanan

2.4.6.3. Jumlah kebutuhan tiang

Jumlah kebutuhan tiang dalam kelompok tiang dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$n = \frac{N}{P_{ijin}} \quad \dots (2-67)$$

dengan : N = jumlah total beban vertical
 P_{ijin} = gaya desak ijin tiang

2.4.6.4 Jarak Antara Tiang Dalam Kelompok

Menurut Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L, jarak antara tiang dalam kelompok disyaratkan sebagai berikut :

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

Menurut Bowles (1984) jarak antar tiang dalam kelompok disyaratkan sebagai berikut :

Tanah lunak : $S \geq 2D$ tiang bundar

$S \geq 2d$ tiang persegi

$S \geq 760 \text{ mm}$ tiang baja

Tanah keras : $S \geq (D + 300\text{mm})$ tiang bundar

$S \geq (d + 300\text{mm})$ tiang persegi

keterangan : S = jarak masing-masing tiang dalam kelompok (*spacing*)

D = diameter tiang bundar

d = diameter tiang persegi

Pada perencanaan pondasi tiang pancang biasanya setelah jumlah tiang pancang dan jarak antara tiang-tiang pancang yang diperlukan telah ditentukan, maka luas poer yang diperlukan dapat ditentukan untuk tiap-tiap kolom portal.

2.4.6.5 Perhitungan Pembagian Tekanan Pada Kelompok Tiang Pancang

Ada 3 bentuk perhitungan pembagian tekanan pada kelompok, yaitu :

- a. Kelompok tiang Beban yang bekerja pada kelompok tiang pancang dinamakan bekerja secara sentris apabila titik tangkap resultante beban-beban yang bekerja berhimpit dengan titik berat kelompok tiang pancang tersebut. Beban yang diterima tiap-tiap pancang adalah :

$$N = \frac{\sum V}{n} \quad \dots (2-68)$$

keterangan : N = beban yang diterima oleh tiap-tiap tiang pancang
 $\frac{\sum V}{n}$ = resultante gaya-gaya normal yang bekerja secara sentris
 n = banyaknya tiang pancang

- b. Kelompok tiang pancang yang menerima beban normal eksentris

Beban normal eksentris dapat diganti menjadi beban normal sentris ditambah dengan momen.

- 1) Akibat beban normal sentris

$$P_v = \frac{\sum V}{n} \quad \dots (2-69)$$

- 2) Akibat beban momen karena poer dianggap kaku sempurna, maka momen dibagikan ke tiang-tiang pancang yang letaknya terjauh dari titik berat kelompok tiang akan menerima beban yang maksimum atau minimum.

$$P_1 = \frac{M \cdot X_1}{\sum X^2} \quad \dots (2-70)$$

karena beban diterima oleh dua tiang pada baris 1 dalam arah Y ada 2 buah tiang, maka untuk satu tiang :

$$P_1 = \frac{M \cdot X_1}{2 \sum X^2} \quad \dots (2-71)$$

Secara umum beban maksimum yang diterima oleh tiang pancang yang letaknya terjauh adalah :

$$P_M = \pm \frac{MX_{\max}}{n_y \cdot \sum X^2} \quad \dots (2-72)$$

Jadi beban total maksimum yang diterima oleh tiang pancang adalah :

$$P_{\max} = P_v + P_m = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \sum X^2} \quad \dots (2-73)$$

keterangan : $P_{\max}$ = beban maksimum yang diterima tiang pancang
 $\sum V$ = jumlah total beban-beban vertikal/normal
 n = banyaknya tiang pancang
 $X_{\max}$ = jarak terjauh tiang ke pusat berat kelompok tiang
 M = momen yang bekerja pada kelompok tiang tersebut
 n_y = banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu Y
 X^2 = jumlah kuadrat jarak tiang-tiang ke pusat berat kelompok tiang.

- c. Kelompok tiang yang menerima beban normal sentris dan momen yang bekerja pada dua arah.

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y X_{\max}}{n_y \cdot \sum X^2} \pm \frac{M_x Y_{\max}}{n_x \cdot \sum Y^2} \quad \dots (2-74)$$

keterangan :

$P_{\max}$ = beban maksimum yang diterima tiang pancang
 $\sum V$ = jumlah total beban normal
 M_x = momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu X
 M_y = momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu Y
 n = banyaknya tiang pancang dalam kelompok tiang
 $X_{\max}$ = absis terjauh tiang pancang terhadap titik berat kelompok tiang
 $Y_{\max}$ = ordinat terjauh tiang pancang terhadap titik berat kelompok tiang
 n_y = banyaknya tiang pancang dalam satu baris dalam arah sumbu Y
 n_x = banyaknya tiang pancang dalam satu baris dalam arah sumbu X
 $\sum X^2$ = jumlah kuadrat absis-absis tiang pancang
 $\sum Y^2$ = jumlah kuadrat ordinat-ordinat tiang pancang

2.4.6.6 Daya Dukung Kelompok Tiang

Pada tugas-akhir ini perhitungan daya dukung tiang pancang dalam kelompok dihitung berdasarkan efisiensi kelompok tiang pancang dengan menggunakan rumus efisiensi “*Converse-Labarre*”, yaitu :

$$E_g = 1 - \theta \cdot \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad \dots (2-75)$$

keterangan : m = jumlah baris
 n = jumlah tiang dalam satu baris
 θ = arc d/s
 d = diameter tiang pancang
 s = jarak tiang pancang

2.4.6.7 Penurunan Fondasi Tiang Tunggal

Karena penurunan dipengaruhi mekanisme pengalihan beban, maka penyelesaian untuk perhitungan penurunan hanya bersifat pendekatan. Untuk memperkirakan penurunan fondasi tiang tunggal pada tugas-akhir ini menggunakan *metode empiris*, yaitu :

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q.L}{A_p.E_p} \quad \dots (2-76)$$

keterangan : S = penurunan total di kepala tiang (inch)
 D = diameter tiang (inch)
 Q = beban kerja (lbs)
 A_p = luas penampang tiang
 L = panjang tiang
 E_p = modulus elastis tiang

2.4.6.8. Penurunan kelompok tiang

Penurunan kelompok tiang umumnya lebih besar daripada fondasi tiang tunggal karena pengaruh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam.

Ada beberapa cara perhitungan, diantaranya :

a) *Metode Vesic*

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad \dots (2-77)$$

keterangan : S = penurunan fondasi tiang tunggal
 S_g = penurunan kelompok tiang
 B_g = lebar kelompok tiang
 D = diameter tiang tunggal

b) *Cara Meyerhoff (1976)*

Meyerhoff memberikan formula empiris yang sederhana untuk memperkirakan penurunan kelompok tiang berdasarkan hasil uji penetrasi standar (SPT) dan hasil uji sondir.

(1) Berdasarkan hasil N-SPT

$$S_g = 2q \sqrt{\frac{B_g \cdot I}{N}} \quad \dots (2-78)$$

$$I = \left[1 - \frac{L}{8 \cdot B_g} \right] \geq 0,5 \quad \dots (2-79)$$

keterangan : q = tekanan dasar fondasi (kg/cm^2)
 B_g = lebar kelompok tiang
 N = harga rata-rata N pada kedalaman $\pm B_g$ di bawah kaki fondasi tiang
 L = kedalaman fondasi tiang (panjang tiang)

(2) Berdasarkan data sondir

$$S_g = \frac{q \cdot B_g \cdot I}{2 \cdot q_c} \quad \dots (2-80)$$

Cara-cara diatas adalah berdasarkan anggapan bahwa tanah bersifat homogen dalam daerah pengaruh fondasi.

2.4.6.9 Perencanaan Penulangan Tiang Pancang

Penulangan tiang pancang dihitung berdasarkan kebutuhan pada waktu pengangkatan :

A. Pengangkatan pada tengah bentang

$$M1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2-81)$$

$$M2 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot (L - a^2) - \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2-82)$$

$$M1 = M2$$

$$M1 = M2 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2$$

$$\frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot (L - a^2) - \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2$$

$$4 a^2 + 4 a L - L^2 = 0 \quad (2-83)$$

$$Mn = Mu / \phi \quad (2-84)$$

$$Mn = 0,8 \cdot fc' \cdot a \cdot b \cdot (d - 0,5a) \quad (2-85)$$

$$Cc = 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \quad (2-86)$$

$$As = Cc / fy \quad (2-87)$$

$$As_{min} = 1,4 \cdot b \cdot d / fy \quad (2-88)$$

B. Pengangkatan pada ujung bentang

$$M1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2$$

$$R1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot (L - a) - \frac{\frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2}{L - a} \quad (2-89)$$

$$Mx = R1 x - \frac{1}{2} \cdot g \cdot x^2$$

$$a = \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2 \cdot (L - a)} \quad (2-90)$$

$$2a^2 - 4aL + L^2 = 0 \quad (2-91)$$

$$M_1 = M_2 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2$$

$$M_n = M_u / \phi$$

dengan : M_1 = momen pada tumpuan (tm)
 M_2 = momen pada tengah bentang (tm)
 g = berat sendiri tiang pancang per-meter panjang (t/m)
 L = panjang bentang tiang pancang (m)
 b = penampang tiang pancang (m)
 d = tinggi efektif penampang beton tiang (m)
 A_s = luas tulangan yang dibutuhkan (mm^2)